

불연속면의 경사와 강성을 고려한 지하구조물 안정성에 관한 연구

이 승 호

A Study on the Stability of Underground Structure considering the Orientation and the Stiffness of Discontinuity

Seung-Ho Lee

ABSTRACT Underground structures show different behaviors depending upon the space and the mechanical characteristics of discontinuities, such as joints, beddings, faults and shear zone. Designing the rock structures without considering the significance of these discontinuities can lead to false conclusions. This paper includes study on the following topics; the numerical analysis of continuous rock and discontinuous rock around a tunnel, the influences on shotcrete moment and rock-bolt axial force of tunnel due to different joint orientation and stiffness

1. 서 론

1.1 연구배경 및 목적

최근들어 도심지 지하철과 고속철도 건설 및 대규모 유류 지하비축기지, 핵폐기물 지하처리 시설 등과 같은 지하공간의 활용이 증가하고 있으며, 이에 따른 지하구조물의 설계 및 안정에 관한 연구가 활발하게 진행중이다. 더욱이 이러한 지하공간 구조물은 기존의 지하시설물 및 구조물의 기능상 대심도에 설치되어야만 하는 등 지하구조물의 설치 심도가 점차 깊어져서 주로 암반내에 건설되고 있는 실정이다.

지하구조물의 설계 및 안정성 평가시 적용되는 지반의 물성치는 암반분류법인 R.M.R분류법 및 Q-system 등을 이용하여 결정하기도 한다. 이러한 방법은 지반을 연속체로 가정하여 절리면의 간격, 빈도 등의 물리적 특성과 Intact Rock의 강도, 풍화정도, 절리면의 거칠기 등의 역학적 특성에 따라 강도를 감소시킨 지반물성치를 해석대상 전체 지반에 동일하게 적용한다.

그러나, 암반내에 건설되는 지하구조물은 암반내에 존재하는 절리, 층리, 단층 및 파쇄대 등과 같은 불연속면의 역학적 특성에 따라 상이한 거동을 보이게 된다.

동일 대상지반에 대하여, 연속체 모델링을 이용한 해석결과와 불연속체 모델링을 이용한 해석결과를 비교해보면 지하공간 굴착에 의한 주변지반의 응력상태 및

변위상태는 약간 상이한 결과를 나타내게 되며, 이러한 해석결과와의 차이는 지하공간의 안정성에 대한 그릇된 판단을 야기할 수도 있으므로 지하공간의 설계 및 시공 시에는 암반내의 절리면을 고려하여야 한다.

따라서, 본 연구에서는 여러가지 해석 프로그램중 비교적 많이 이용되고 있는 연속체 모델링을 이용한 FEM 해석과 불연속체 모델링을 이용한 DEM 해석을 동시에 수행하여 연속체 모델링 해석결과와 암반내 절리면의 경사(β)와 절리면의 강성(K)의 변화를 고려할 경우에 대하여 지하구조물에 발생하는 슛크리트의 휨모멘트, 록볼트 축력 등에 미치는 영향을 비교해 보고자 하였다.

1.2 연구방법

본 연구에서는 암반내 지하공간의 설계 및 해석시 연속체 모델링을 이용한 해석결과 대두될 수 있는 문제점과 암반내의 절리면 경사와 강성이 지하구조물의 안정에 미치는 영향등을 알아보기 위하여 다음과 같은 방법으로 검토 하였다.

연속체 모델링의 해석을 위하여 유한요소해석 프로그램인 REA를 이용하였으며, 암반내의 불연속면들을 고려하기 위하여 개별요소해석 프로그램인 UDEC을 이용하였다. 절리면이 지하공간에 미치는 영향을 파악하기 위하여, 절리면은 1~2조의 절리군으로 나누어 해

정희원, 상지대학교 토목공학과 전임강사

석을 실시하였다. 1조 절리군의 절리면 경사는 0°, 30°, 60°, 90°로 변화시켰으며, 2조 절리군의 절리면은 0°, 90°로 직교하는 것으로 가정하고, 다른 하나는 60°, 150°로 변화시켜 해석을 실시하였다. 또한 각각 6가지 형태의 절리 상태에서 절리면의 수직 및 전단강성을 변화시켜 절리면의 강성이 지하구조물의 안정에 미치는 영향을 검토하였다.

2. 암반의 불연속면에 의한 이방성⁴⁻⁸⁾

암반은 불연속면을 포함하는 연속체 혹은 불연속체로서 이방성을 갖게된다. 이러한 이방성은 층리, 균열, 편리 등의 암석 고유의 이방성에 의한 것과 암체 형성 후에 응력을 비등방으로 받았거나 절리, 파쇄, 단층 등으로 인하여 발생된 이방성으로 크게 나눌 수 있다. 그림 1과 같이 실제로 암반은 단단한 암석과 상대적으로 변형성이 큰 층리, 절리, 습곡 등의 불연속면으로 구성되어 있으며, 암반의 거동은 암층의 생성원인, 절리상태, 풍화정도, 지하수, 초기응력 상태 등에 따라 영향을 받는다. 암반내 구조물 주변의 응력-변형 거동에 큰 영향을 미치는 불연속면은 전체적으로 암반의 강도를 감소시켜 지하구조물의 불안정성을 초래할 수 있다. 일반적으로 암반내 불연속성은 크게 두가지로 구별할 수 있다. 첫째는 응력에 의해서 불연속면의 위치나 방향이 뚜렷하지 않게 발생하는 국소파괴면이고, 두번째는 암반과 구조물 사이의 접촉면이나 암반내 절리, 단층 등

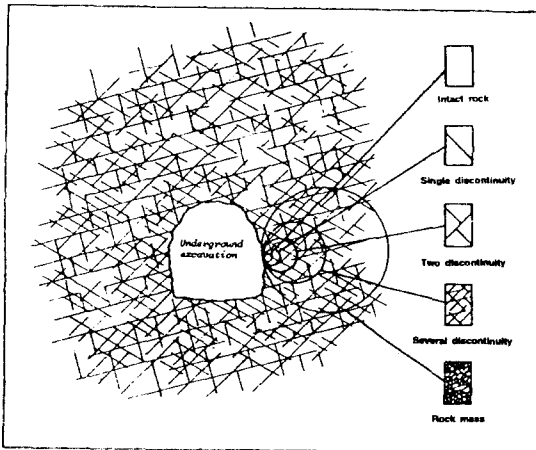


Fig. 1. Idealised diagram showing the transition from intact rock to a heavily jointed rock mass with increasing sample size(after E. Hoek and E.T. Brown, 1980).

과 같이 불연속면이 명확한 것이다.

이러한 두가지의 암반내 불연속면의 영향에 의하여, 암반의 압축강도의 이방성에 대한 구분은 절리면에 작용하는 최대압축응력(σ_1) 방향과 절리면이 이루는 방향 각(β)에 대한 일축압축응력의 변화곡선에 따라 크게 3가지로 나누어 진다(그림 2 참조).

U형(U Type) 이방성은 방향각 $\beta=90^\circ$ 일 때 최대압축강도를 나타내며, $\beta=30^\circ$ 일 때 최소압축강도로 저하된다. 보통 벽개(Cleavage)나 판암(Slates)에서 이러한 경향을 뚜렷이 볼 수 있다.

어깨형(Shoulder Type) 이방성은 세일이나 사암의 경우, $\beta=0^\circ$ 일 때 최대압축강도를 가지며, $\beta=15^\circ\sim 30^\circ$ 의 범위에서 최소압축강도를 나타내고 퇴적물의 성질에 따라 곡선의 편평한 부분을 갖게 된다.

파동형(Undulatory Type) 이방성은 석탄이나 규조토 등에 나타나며 약한 면에 서로 교차함으로써 $\beta=90^\circ$ 에서 최대압축강도를, $\beta=30^\circ$ 에서 최소압축강도를 갖게 된다. 다수의 절리군을 포함하는 경우 이러한 경향의 이방성을 보이게 되며, E. Hoek & E.T. Brown(1980)은 매개변수 m, s 를 이용하여 절리면을 다수 포함한 암반의 응력을 표현하였다. 또한 암반내의 불연속면은 하중재하방향과 절리면 각도에 의한 변형계수의 이방성과 포아송비의 이방성을 나타내게 한다.

상기 내용과 같이 암반의 이방성은 암반내에 지하공간, 암반사면, 암반상의 기초 등과 같은 구조물 설치시 연속체로서 거동하지 않고, 암반내의 불연속면에 의하여 거동하게 된다. 실제적으로 암반내 구조물의 파괴는 대부분의 경우 불연속면을 따라 발생하므로, 암반내 불

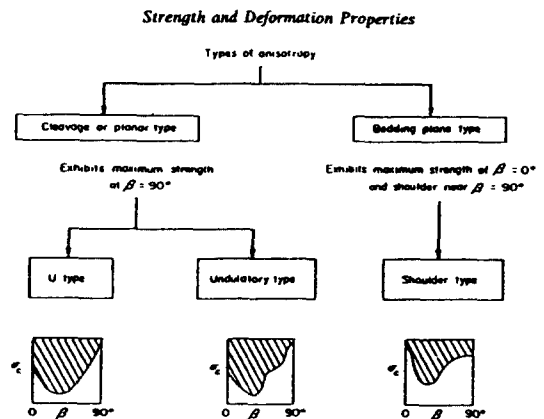


Fig. 2. Failure mode of rock joint (after B. Jaeger, 1960).

연속면은 지하구조물의 설계와 시공 및 안정성 해석시 매우 중요한 요소이다.

3. 수치해석개요⁹⁻¹⁴⁾

본 연구 수행을 위하여 서울지하철 5호선 00단면을 선정하였으며(그림 3참조) 2차원 평면-변형률 상태에 대한 유한요소해석 및 개별요소해석을 실시하였다. 유한요소해석에서는 hyperbolic model을 이용하였으며, 개별요소해석에서는 Barton-Bandis model을 이용하였다. 경계조건은 해석영역의 좌·우측은 로울러로 하여 X축 변위를 고정하고 Y축의 변위를 허용하였으며, 하부는 힌지로 하여 X·Y축 변위를 고정하고 회전만을 허용하였다. 또한 해석에 사용된 Element Type은 지반에 대해서는 2차원 평면요소를 사용하였으며, 지보재의 경우 슛크리트는 보요소, 록볼트는 케이블요소를 사용하였다(그림 4 참조).

지하공간 굴착시 기존의 초기지반응력이 소멸되어 터널내측으로 변위가 발생하게 된다. 일반적으로 적용

되고 있는 2차원 해석에 의해 굴착직후 계산된 변위는 실제 현장에서의 막장효과가 고려되지 않은 것이며, 실제로 이러한 터널의 막장효과로 인하여 전체 발생변위 중 일부만이 발생한다. 현재 이러한 부분적인 변위는 분석하는 지점과 터널막장간의 거리, 주변 지반의 토층 구성상태, 지표면 하중 작용상태, 슛크리트 경화시간, 굴진속도 등에 의하여 달라지게 된다.

따라서, 굴착 각 단계별 시물레이션을 위하여 경험에 의한 변위발생 비율로 하중을 분할하여 각각의 지보재가 설치되는 단계에서 분할적용하고 있다. 이러한 막장효과를 고려하여 본 연구에서 적용된 하중분담율은 지반 굴착시 40%, 슛크리트 타설후 록볼트가 설치되고 슛크리트가 경화하기전(Soft 슛크리트)에 30%, 슛크리트 경화후(Hard 슛크리트) 30%를 적용하여 해석을 수행하였다.

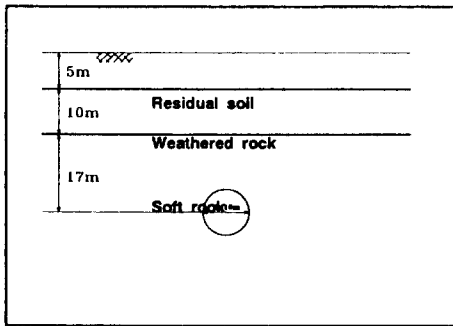


Fig. 3. Profile of tunnel for numerical analysis.

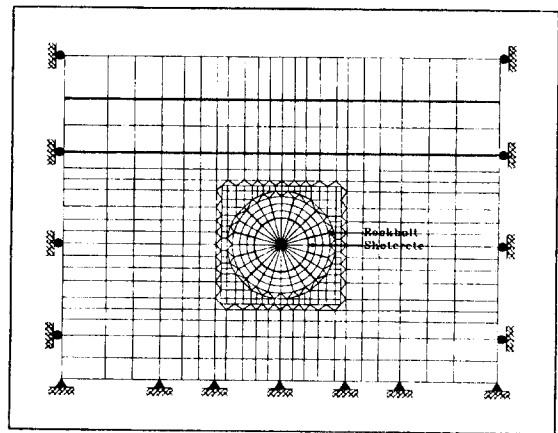


Fig. 4. Mesh and boundary condition for numerical analysis.

Table 1. Rock mass properties and support stiffness

Rock mass properties						
Rock type	Unit weight (t/m ³)	φ(°)	C (t/m ²)	Modulus of deformation (t/m ²)	Poisson's ratio	
Residual soil	1.8	30	1.0	2000.0	0.35	
Weathered rock	2.0	35	2.0	20000.0	0.3	
Soft rock	2.3	40	20.0	80000.0	0.25	
Support stiffness						
Support type	E (t/m ²)	E _p (t/m ²)	σ _y (t/m ²)	ε _y	I(m ⁴)	Area(m ²)
Soft Shotcrete	5.0E5	1.0E5	700	0.0014	0.868e-3	0.3
Hard Shotcrete	1.0E5	1.0E5	1400	0.0014	0.417E-3	0.3
Rockbolt	2.1E7	1.0E5	28000	0.002	-	0.491E-3

Type no.	Type I	Type II	Type III
Discontinuity Type			
Type no.	Type IV	Type V	Type VI
Discontinuity Type			

Fig. 5. Typical discontinuity type for analysis (spacing of joint: 1.0 m).

또한 절리면이 지하공간에 미치는 영향 등을 파악하기 위하여 절리면은 2차원 평면내에서 연속한 것으로 가정하였으며, 1~2조의 절리군을 선정하였다. 실제적으로 암반내 불연속면의 연속성은 일반적인 시추조사만으로는 그 특성을 파악하기란 매우 어려울 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 불연속면은 해석대상 지반내에서 연속하고 있는 것으로 가정하였다.

절리면의 경사에 의한 영향을 파악하기 위하여 1조의 절리군에서 절리면의 경사는 수평절리(절리면 경사 0°)와 수직절리(절리면 경사각 90°), 또한 상기 두 절리 사이에 절리면의 경사 30°, 60°로 구분하였으며, 2조의 절리군에서는 절리면의 경사가 0°, 60°, 90°, 150°인 경우로 구분하여 해석을 수행하였다. 2조 절리군의 두 절리면은 직교하는 것으로 가정하였다. 1조 절리군 및 2조 절리군에서 절리의 간격은 1m로 하였다. 유한요소해석 및 개별요소해석을 위한 입력 물성치는 표 1과 같으며 절리면의 경사변화와 절리의 조합상태에 따른 해석단면 형상은 그림 5과 같다.

4. 수치해석결과 분석 및 고찰

4.1 유한요소법을 이용한 해석 결과 분석 및 고찰

앞에서 언급된 해석조건을 이용하여 유한요소해석을 실시한 결과 지반 굴착에 따라 록볼트에 발생하는 축력 및 숏크리트에 발생하는 휨모멘트의 크기와 경향은 다음 그림 6과 같이 나타났다.

해석결과 록볼트에 작용하는 축력은 좌·우 대칭으로 최대축력은 굴착 천단부에서 1.22 ton정도 발생하고 굴착 측벽보다는 하단부에서 더 크게 발생하는 것으

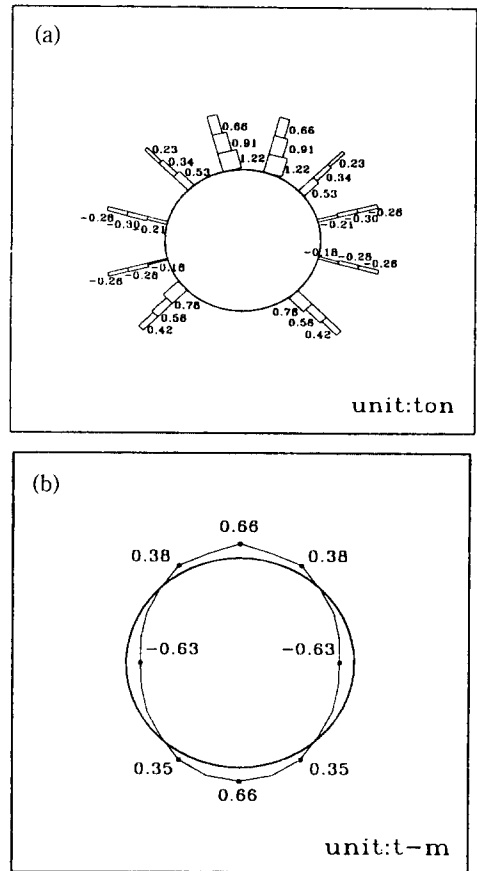


Fig. 6. (a) Axial force diagram of Rockbolt, (b) Bending moment diagram of Shotcrete.

로 해석되었다. 또한 숏크리트에 작용하는 모멘트 역시 좌·우 대칭으로 발생하며 천단부에서는 정(+)의 휨모멘트 0.66 t-m, 측벽부에서는 부(-)의 휨모멘트 -0.63 t-m가 발생하는 것으로 해석되었다.

유한요소법을 이용한 안정해석은 대상지반을 연속체로 모델링하여 해석하는 방법이므로 이는 해석대상지반이 무수히 많은 불연속면을 포함하여 마치 흙입자와 같이 개개의 입자가 활동하는 경우나, 혹은 불연속면을 포함하지 않은 신선한 상태의 지반을 해석하는 경우에는 매우 합리적으로 적용된다. 그러나 대상지반이 불연속면을 포함하고 있을 경우에는, 구조물에 작용하는 응력이나 모멘트가 지반내에 존재하는 불연속면의 방향성이나 강성 등에 매우 큰 영향을 받게 된다. 이로 인하여 좌·우측에 발생하는 응력이 서로 상이한 지반에서는 그다지 합리적이지 못한 해석방법이라 판단된다.

따라서 본 논문에서는 개별요소법을 이용하여 절리

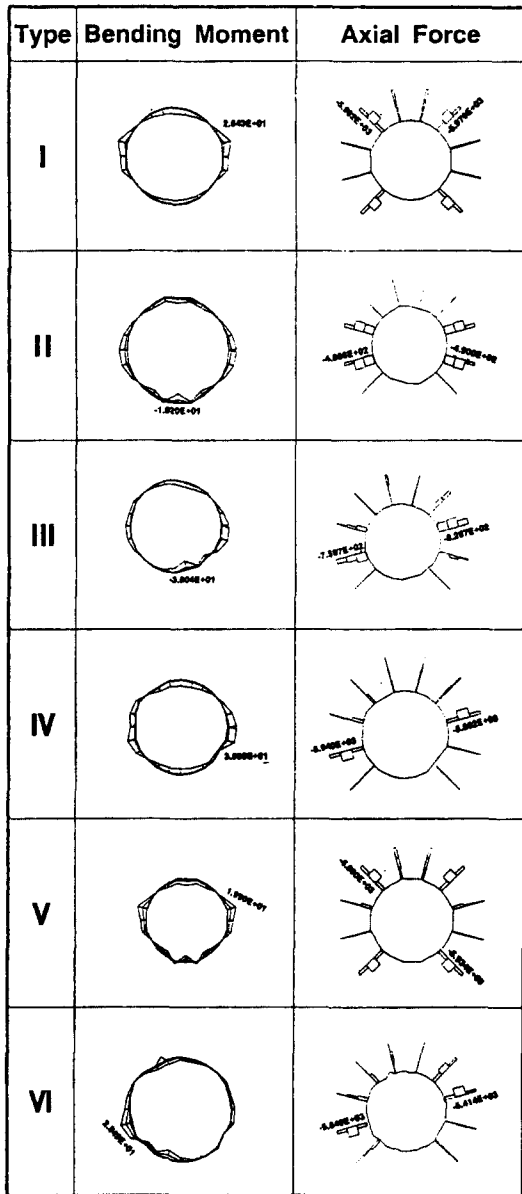


Fig. 7. Bending moment and Axial force diagram (Case studies).

의 방향성 및 절리면의 강도변화가 지하구조물에 미치는 영향을 평가하고 이를 분석하여 향후 불연속면이 뚜렷이 존재하는 지반에 지하구조물을 설치하고자 할 경우 안정성확보를 위한 접근방안을 제시하고자 하였다.

4.2 개별요소법을 이용한 해석결과 분석 및 고찰
 유한요소 해석에 적용된 단면과 동일한 단면을 대상

으로 개별요소법에 의한 해석을 실시하였으며 불연속면의 방향은 그림 5에서와 같이 가정하여 적용하였다.

4.2.1 절리조건에 따른 변화

그림 7는 6가지의 절리형태에 대해 절리면의 수직 및 전단강성을 10,000 Mpa를 적용한 경우 절리군의 수와 절리의 방향변화에 따라 굴착공간 주변의 록볼트와의 슛크리트에 미치는 축력 및 휨모멘트를 나타낸 것이다.

해석결과 슛크리트에 작용하는 휨모멘트는 절리조건에 따라 최대작용 모멘트의 크기 및 모멘트의 분포가 각각 다르게 계산되었으며 절리를 수평이나 수직으로 가정하였을 경우인 TYPE I, IV, V의 경우는 유한요소 해석시와 마찬가지로 좌우 대칭형상으로 나타났으며 TYPE I의 경우에는 굴착면의 측벽 및 굴착 하단부에서 모멘트가 크게 작용하는 것으로 나타났다. 또한 수직과 수평의 2개조 절리군(TYPE V)을 고려했을 경우에는 측벽과 하반부에서 모멘트가 크게 발생하나 그 크기는 수직이나 수평의 1조 절리군(TYPE I, TYPE II)일 때의 중간정도로 나타났다. 또한 TYPE II, III, VI의 경우, 절리면의 방향에 따라 휨모멘트의 분포가 서로 다르게 나타나며 이 때의 최대 작용 모멘트의 크기는 절리면의 방향이 변함에 따라 뚜렷한 경향은 관찰되지 않았다.

록볼트에 작용하는 축력의 경우 휨모멘트와 마찬가지로 절리면이 수직 또는 수평으로 존재하거나 2개의 수직 수평절리가 존재할 경우에도 좌우 대칭으로 작용하는 것으로 나타났고 수평절리일 경우는 좌우 측벽부가, 수직절리일 경우는 수평면에서 45° 정도의 경사를 가진 록볼트에서 축력이 크게 작용하는 것으로 나타났다. 수평절리와 수직절리의 2개조의 절리군이 있을 때는 수직절리의 경우와 같은 분포를 나타내었다.

절리가 경사를 가졌을 경우에는 경사방향과 평행한 방향으로 설치된 록볼트에서 큰 축력이 작용하는 것으로 해석되었다.

절리경사변화에 따른 천단부, 좌·우 측벽에 발생하는 변위, 록볼트 축력, 슛크리트의 휨모멘트를 자세히 분석해보면 다음과 같다.

4.2.1.1 천단부의 슛크리트 모멘트, 록볼트 축력 및 변위관계

그림 8과 9는 절리의 경사의 변화에 따른 천단부의 지반변위와 슛크리트에 작용하는 모멘트 및 록볼트에 작용하는 축력과의 관계를 나타낸 것이다.

2개조의 절리군(0° & 90°의 절리군과 60° & 150°의

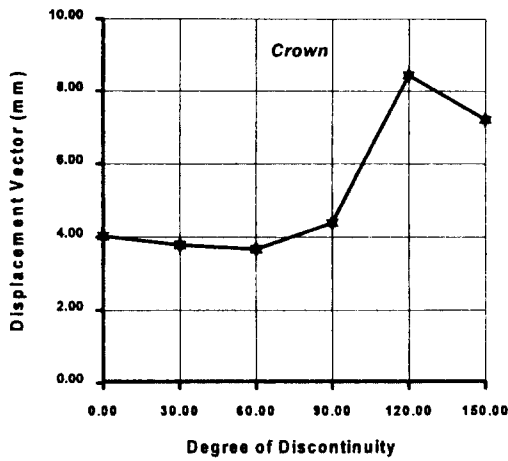


Fig. 8. Relationship of displacement & degree of discontinuity.

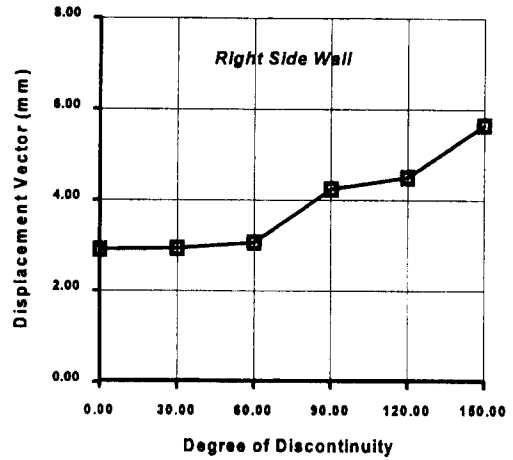


Fig. 10. Relationship of displacement & degree of discontinuity.

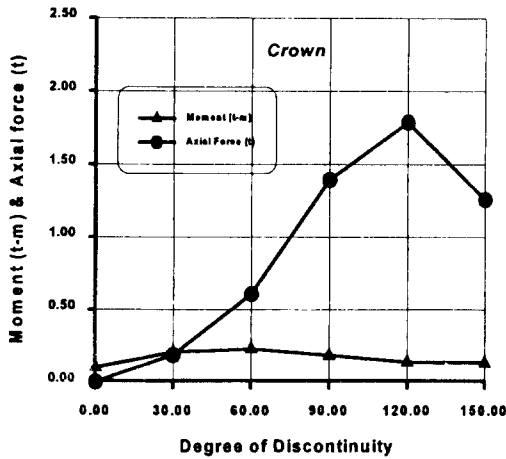


Fig. 9. Relationship of bending moment, axial force & degree of discontinuity.

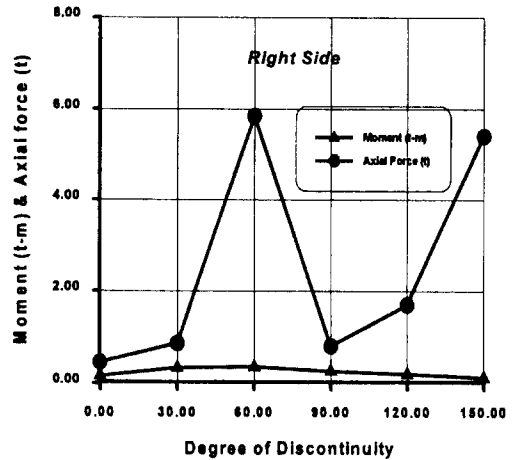


Fig. 11. Relationship of bending moment, axial force & degree of discontinuity.

절리군)에 대해 해석한 경우는 편의상 그래프로 나타내기 위해 각각 120°, 150°로 나타내었다.

절리의 강성을 10,000 Mpa로 하고 단지 절리경사각을 달리 할 경우 천단부에서 발생하는 지반변위의 변화는 절리경사각의 증가에 따라 1개조의 절리경사 (TYPE I-IV)에서는 약 4 mm 정도의 일정한 분포를 보이다가 2개조 절리군 (TYPE V, TYPE VI)에서 7.3~8.5 mm 정도로 1개조의 절리경사보다 약 2배 정도 더 크게 발생하였다.

숏크리트에 작용하는 모멘트의 변화를 살펴보면 0.1~0.23t-m로 계산되어 그다지 편차가 크지 않으며 전반적으로 경사각의 변화에 따라 크게 영향을 받지 않

는 것으로 나타났다.

축력의 경우는 절리경사각이 증가함에 따라 점차 증가하여 변위량과 마찬가지로 0° & 90°의 2개 절리군 (TYPE V)에서 1.79t으로 최대값을 나타내었으며 최대값과 최소값의 편차는 대략 1.78t으로서 모멘트에 비해서 록볼트의 축력이 비교적 경사각의 변화에 영향을 많이 받는 것으로 나타났다. 천단부에서의 지보재 역할은 숏크리트보다 록볼트의 지지효과가 크게 작용한 것으로 판단된다.

따라서 직교하는 2개 절리군의 경우에는 천단부에서의 록볼트의 길이 및 간격 산정에 대한 특별한 검토가 수반되어야 할 것으로 사료된다.

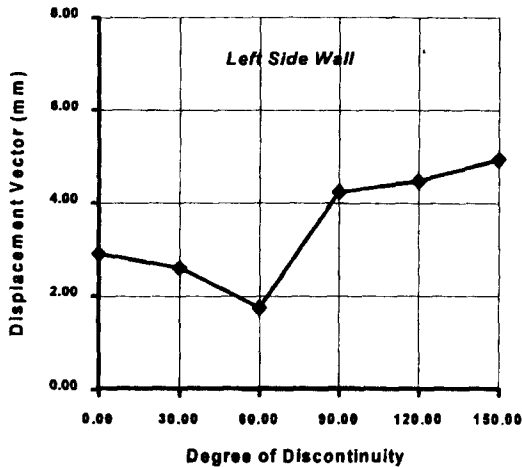


Fig. 12. Relationship of displacement & degree of discontinuity.

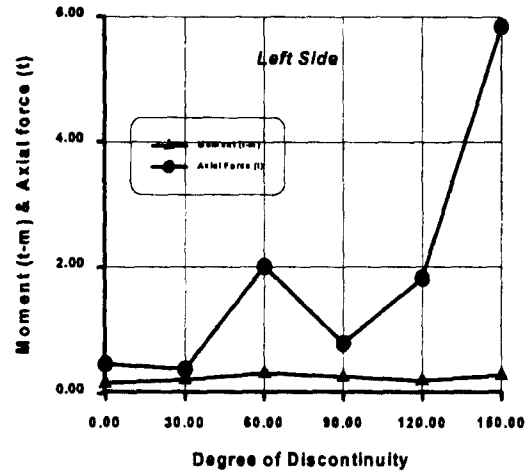


Fig. 13. Relationship of bending moment, axial force & degree of discontinuity.

4.2.1.2 우측벽부의 슛크리트 모멘트, 록볼트 축력 및 변위관계

그림 10과 11은 절리의 경사각에 따른 터널우측의 지반변위와 슛크리트에 작용하는 모멘트 및 록볼트에 작용하는 축력과와의 관계를 나타낸 것이다.

절리경사각이 증가함에 따라 우측벽부의 변위는 대략 2.9~5.6 mm로 완만하게 증가하는 경향을 나타내고 있으며 절리가 많을수록 우측벽부에서는 변위량은 크게 나타났고 60° & 150°의 경우(TYPE VI)가 우측벽부에서 가장 큰 변위량이 발생하였다. 이는 우측벽부에서 60°의 경사가 크게 영향을 준 것으로 판단된다.

스�크리트에 작용하는 모멘트는 천단부의 경우와 마찬가지로 0.20~0.35 t-m의 범위를 보이며 경사각의 변화에 크게 영향을 받지 않는 것으로 나타났다.반면에 록볼트에 작용하는 축력은 경사각의 변화에 따라 상당히 기복이 심한 편으로 60° 절리군(TYPE III)에서 5.85t, 60° & 150° 2개 절리군(TYPE VI)에서 5.41t으로서 다른 TYPE들에 비해서 상당히 큰 값을 나타내었다. 이 결과 또한 60°의 절리경사가 우측벽부의 발생응력을 크게 한 것으로 판단된다. 따라서 절리방향을 따라 발생한 암괴들의 상대변위량 증가로 인해 이를 지지하는 록볼트의 축력이 크게 증가한 것으로 판단된다.

4.2.1.3 좌측벽부의 슛크리트 모멘트, 록볼트 축력 및 변위관계

그림 12과 13은 절리의 경사각에 따른 터널좌측의 지반변위와 슛크리트에 작용하는 모멘트 및 록볼트에 작용하는 축력과와의 관계를 나타낸 것이다.

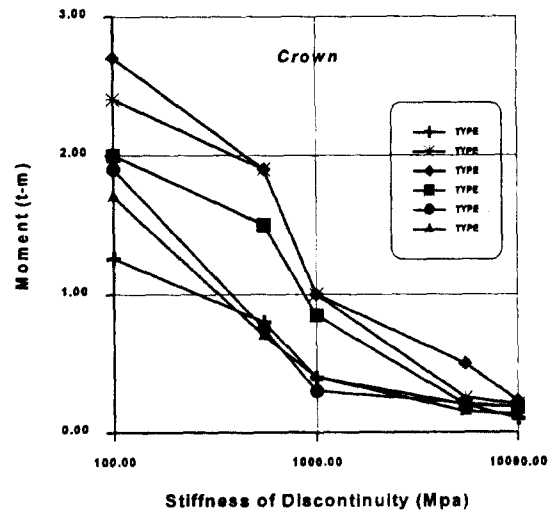


Fig. 14. Relationship of bending moment & joint stiffness (crown).

지반변위는 절리경사각 0°에서 60°로 변함에 따라 3~1.8 mm로 점차 작은 수치로 나타났으나 90°의 경사각에서 4.3 mm로 크게 계산되었다. 2개조 절리군(TYPE V와 TYPE VI)에서 4.5~5.0 mm로 나타나 1개조의 절리군보다 2개조의 절리군에서의 변위가 크게 발생하는 경향을 나타낸다. 이 결과 역시 우측벽부와 마찬가지로 절리가 많을수록 변위량이 크게 발생하는 것을 알 수 있다.

스�크리트에 작용하는 모멘트는 터널천단 및 우측의 경우와 마찬가지로 평균 0.25 t 정도로 비슷한 분포를

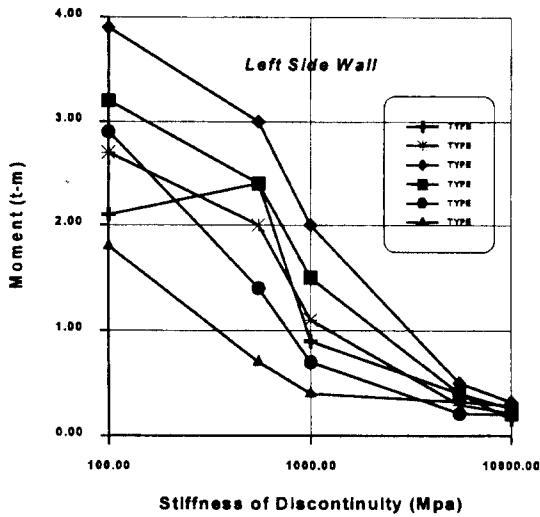


Fig. 15. Relationship of bending moment & joint stiffness (left side wall).

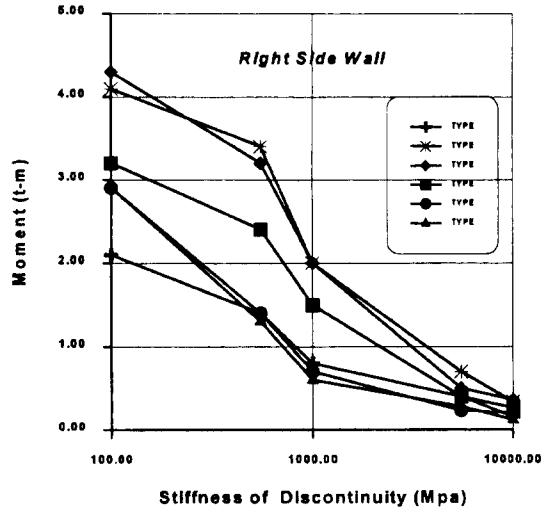


Fig. 16. Relationship of bending moment & joint stiffness (right side wall).

보여 역시 절리경사각에 크게 영향을 받지 않는 것으로 판단된다.

록볼트에 작용하는 축력의 경우 60° & 150° 2개 절리군(TYPE VI)에서 5.85 t의 최대값을 보이며 축력이 가장 작게 작용하는 경우인 0°경사각에서 0.47 t과의 편차가 5.38이나 되는 것으로 나타났다. 따라서 TYPE VI의 경우에 록볼트의 길이와 간격의 결정에 역시 특별한 검토가 수반되어야 할 것으로 판단된다.

4.2.2 절리면의 강성변화에 따른 해석결과

절리면의 방향을 TYPE I~VI의 6가지 형태로 가정하고 각 절리면 경사조건에 대하여 절리면의 강성을 $1.0 \times 10^2 \sim 10^4$ MPa까지 변화시켜가며 슛크리트의 각 부분에서의 작용모멘트를 해석한 결과는 그림 14~16과 같다.

그림 14는 절리방향 및 절리면의 강성이 변함에 따라 굴착면 천정부에서의 슛크리트에 작용하는 모멘트를 해석한 결과이다. 절리면의 강성이 100 Mpa인 경우 6가지 절리형태에 대한 모멘트의 평균은 약 2.39 t, 1000 Mpa인 경우 0.79 t, 10,000 Mpa인 경우 0.16 t로서 대체적으로 절리면의 강성이 증가할수록 슛크리트에 작용하는 모멘트가 감소하는 경향을 나타내었으며 감소경향은 절리면의 강성을 표시한 X-축을 횡축으로 하여 이를 대수눈금으로 나타내었을 경우 모멘트가 직선적으로 감소하는 경향을 보여 절리면의 강성이 슛크리트의 모멘트에 미치는 영향이 큰 것으로 판단된다.

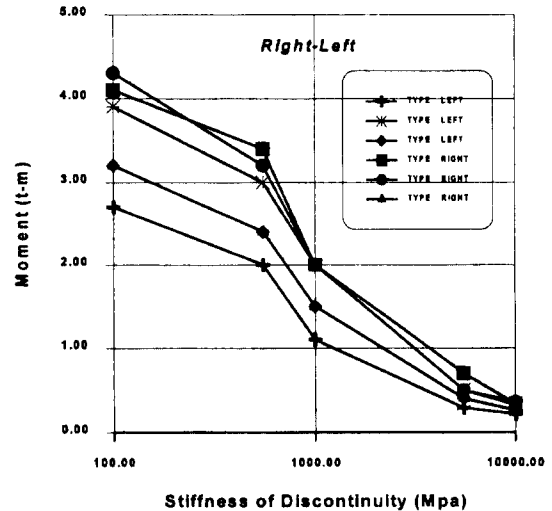


Fig. 17. Comparison of bending moment in left & right side wall (at various joint stiffness).

또한 모멘트의 크기는 대체로 수평절리일 경우가 작고 수직절리일 경우가 크게 나타났다.

그림 15 및 16은 좌·우 측벽부에 작용하는 모멘트를 나타낸 것이고 그림 17은 절리방향이 TYPE II, III, IV일 경우 좌측벽과 우측벽의 모멘트 차이를 나타낸 것이다

천단부와 마찬가지로 절리면의 강성이 증가함에 따라 좌·우측벽의 슛크리트에 작용하는 모멘트의 크기

는 감소하는 경향을 나타내었다. 수평 및 수직절리의 경우 발생 모멘트의 분포는 좌·우 대칭형상을 보이므로 절리면의 증가에 따라 좌·우측의 모멘트도 거의 같은 비율로 감소하고 있으나 크기에 있어서 수평절리인 경우 수직절리일 경우보다 모멘트가 작게 발생하였으며 절리면 강성이 100 Mpa인 경우에 그 차이는 약 1t-m, 1000 Mpa인 경우 0.7 t-m, 10,000 Mpa인 경우 0.2 t-m로서 절리면 강성이 증가할수록 모멘트의 차이도 감소하는 경향을 나타내었다. 우측벽의 경우에는 절리가 수직 또는 수평으로 존재할 때보다 TYPE II, III의 경사로 존재할 때가 더 큰 모멘트를 유발하였으며 좌측벽의 경우는 모멘트의 크기가 TYPE III>TYPE VI>TYPE II>TYPE I(수평)의 순으로 발생하였다. 또한 우상부에서 좌하부로의 경사를 가진 절리에 대해 좌측벽과 우측벽의 모멘트의 크기를 비교해본 결과 우측벽에 작용하는 모멘트가 좌측벽에 작용하는 모멘트보다 크게 나타났으며 이 결과는 해석대상으로 한 절리면의 경사가 굴착터널을 중심으로 우상부에서 좌하부로 경사져 있는데 기인한 것으로 판단된다.

5. 결 론

본 연구에서는 지반을 연속체로 가정하여 해석한 경우와 불연속면을 고려한 경우에 대한 해석을 실시하여 그 결과를 비교평가하였으며 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 암반 불연속면 고려시, 불연속면의 경사와 강성을 임의로 가정하여 해석에 적용하였으며 불연속면의 경사는 0°, 30°, 60°, 90°일 경우(TYPE I-IV)에 대하여 1개의 절리군이 존재할 경우와 2개의 절리군이 서로 직교할 경우(TYPE V,VI)에 대하여 비교하였으며 불연속면의 강성은 $1.0 \times 10^2 \sim 10^4$ MPa 범위를 변화시키며 해석을 수행하였다.

(2) 불연속면을 고려하지 않은 유한요소해석 결과는 슛크리트의 모멘트 및 록볼트의 축력이 대칭적으로 나타나고 주로 천정부와 굴착하부에 집중되는 것으로 해석되었으며 불연속면의 특성을 고려한 해석결과는 불연속면의 방향과 절리군의 수에 따라 구조물에 미치는 영향이 다르게 나타나며 그 분포는 절리면에 평행한 방향의 구조부재가 모멘트나 축력이 크게 작용하는 것으로 평가되었다.

(3) 불연속면에 의한 지하구조물의 안정성은 불연속면

이 수직으로 분포할 때가 수평으로 분포할 경우보다 모멘트가 크게 작용하고, 또한 경사를 가진 절리에 대해 좌측벽과 우측벽의 모멘트의 크기를 비교해 본 결과 우측벽에 작용하는 모멘트가 좌측벽에 작용하는 모멘트보다 크게 나타났으며 이 결과는 해석대상으로 한 절리면의 경사가 굴착터널을 중심으로 우상부에서 좌하부로 경사져 있는데 기인한 것으로 판단된다

(4) 절리의 강성을 일정하게 유지한 후 경사각만을 변화시켜 터널굴착면의 발생변위와 슛크리트에 걸리는 모멘트 및 록볼트의 축력을 비교한 결과 전반적으로 슛크리트의 모멘트는 절리의 경사각에 크게 영향을 받지 않는 것으로 나타났으며 록볼트 축력의 경우는 절리의 경사각에 따라 최고 5~6 t이상 차이가 나는 것으로 나타났다. 이는 절리에 의해 암괴들의 상대변위가 발생하면서 록볼트의 경사각에 따라 그 지지효과가 증감된 것으로 판단된다. 따라서 록볼트의 경우 절리의 경사에 따라 작용하중이 달라지므로 응력이 집중되는 부분에 대해서는 록볼트의 강성 및 길이, 간격 등을 적절히 보강함으로써 허용축력의 크기를 증가시켜야 할 것으로 사료된다.

(5) 불연속면을 고려하지 않은 경우와 불연속면의 방향성과 불연속면의 강성을 고려한 경우는 설치된 구조부재에 작용하는 응력이나 모멘트가 서로 상이한 것으로 평가되어 이를 구분하여 해석하는 것이 필요하며, 특히 지반내 불연속면의 특성이 뚜렷하다면 조사단계에서부터 불연속면의 방향과 불연속면의 강성을 충분히 고려하는 것이 필수적이라 하겠다.

(6) 불연속면을 고려함으로써 연속체 해석에서 다루지 못한 지하구조물의 취약부에 대한 검토가 수행될 수 있을 것이며 이로부터 보다 안정적이고 경제적인 검토가 이루어질 수 있을 것이라 판단된다.

참 고 문 헌

1. R.S. Sinha, (1991), "Underground Structure Design and Instrumentation", Elsevier, pp. 89-101.
2. P. Pande, D. Beer & R. Williams, (1990), "Numerical Methods in Rock Mechanics", WILEY, pp. 229-312.
3. E.Hoek *et al*, (1995), "Support of Underground Excavations in Hard Rock", A.A.Balkema, pp. 48-56.
4. E. Hoek & E.T. Brown, (1980), "Underground Excavation in Rock", Institution of Mining and

- Metallurgy, pp. 87-328.
5. E. Hoek & J.W. Bray, (1973), "Rock Slope Engineering", Institution of Mining and Metallurgy, pp. 83-126.
 6. 정형식, 이승호, (1990), "신선한 화강암 절리면에서 약액에 의한 전단강도의 변화에 관한 연구", 대한토목학회논문집, 제10권 제3호, pp. 99-106.
 7. 한국지반공학회, (1996), "터널", 지반공학시리즈 7, pp. 135-215.
 8. 이우철, (1994), "암반의 절리와 수압이 지하구조물의 안정에 미치는 영향에 관한 연구", 한양대학교 대학원 학위논문.
 9. 신영완, (1993), "불연속면의 비선형성을 고려한 불연속 암반의 유한요소 해석", 한국과학기술원 학위논문.
 10. N. 바र्ट온 & 伊東, (1995), "노르웨�통널공사(NMT)와 概要(3) UDEC-BB 3DEC을 이용한 NMT의 設計檢證のための 數値モデル化", 톤널과 地下, pp. 37-52.
 11. J.W. Brady and E.T. Brown, (1995), "Rock Mechanics For Underground Mining", CHAPMAN & HALL, pp. 87-193.
 12. Universal Distinct Element Code User's Manual Vol I.
 13. Universal Distinct Element Code User's Manual Vol II.
 14. Universal Distinct Element Code User's Manual Vol III.